3 次元動的有効応力解析を用いた格子状改良工法・排水工法による液状化対策効果評価

蔡　飛[1]・芦澤　拓八[2]・佐藤　靖彦[3]・土屋　光弘[4]・小宮　隆之[4]・
平野　孝行[4]・齋藤　禎二郎[4]

[1]正会員　群馬大学大学院　理工学府環境創生部門（〒376-8515 群馬県桐生市天神町 1-5-1）
E-mail:feicai@gunma-u.ac.jp

[2]元群馬大学大学院　理工学府（〒376-8515 群馬県桐生市天神町 1-5-1）

[3]正会員　西松建設株式会社　技術研究所（〒105-0004 港区新橋 6-17-21　住友不動産御成門駅前ビル）
E-mail: yasuhiko_sato@nishimatsu.co.jp

[4]正会員　西松建設株式会社　土木設計部（〒105-6310 港区虎ノ門 1-23-1　虎ノ門ヒルズ森タワー10 階）

2011 年 3 月 11 日の東北地方太平洋沖地震により関東地方でも広範囲で液状化現象が発生し，戸建て住宅や公共施設に被害が生じ，生活に支障をきたす状況に陥った．本研究では，市街地や既設構造物にも施工可能な格子状改良工法・排水工法による液状化対策効果を検証するため，動的遠心載荷実験の再現解析を実施したうえで，格子間隔に関するケーススタディの検討結果を報告する．

Key Words: *liquefaction mitigation, lattaced walls, drains, three dimensional numerical analysis*

1. はじめに

2011 年 3 月 11 日の東北地方太平洋沖地震により関東地方でも広い範囲で液状化現象が生じ，東京湾岸を中心に戸建て住宅や公共施設などに被害が多く被った．そのため，今後発生が危惧される南海トラフ地震や首都直下地震のような強い地震に対して，液状化被害の低減化を図るために，宅地と公共施設の一体的な液状化対策を事前に検討する必要がある．

これまでに多くの液状化対策工法は開発され，各工法ともに施工性やコストなどに一長一短があることは否めない[1-3]．そこで数多ある液状化対策工法の中から，戸建て住宅や公共施設，民間工場施設等の既設構造物に施工可能な格子状改良工法，排水工法，及び格子状改良工法・排水工法の併用工法について，これまでにいくつかの研究がされてきた．

本研究では，格子状改良工法と排水工法を併用した液状化対策工法のメカニズム，対策効果，建物の沈下抑制効果について検討を行うため，以下の 2 種類の解析を実施する．

1）既往に行われた動的遠心載荷実験を，3 次元動的有効応力解析 UWLC3D を用いて再現解析を行う．

2）再現解析によって得られた知見・解析条件を基に，動的遠心載荷実験を行っていないケースについてケーススタディを行う．

動的遠心載荷実験は，模型の作成時間や費用の面で負担が大きいことが挙げられるため，様々な条件の実験を実施することが困難である．一方，数値解析は，動的遠心載荷実験より時間・費用を抑えることが可能で，より多くの条件について格子状改良工法・排水工法における液状化対策効果の検討を行うことができる．

2. 動的遠心載荷実験の概要[4]

動的遠心載荷実験は，層厚 2.5m の支持層（D_r=90%豊浦砂）とその上の層厚 10m の液状化層（D_r=60%豊浦砂）で構成される層厚 12.5m の地盤に設置された直接基礎形式をもつ既設構造物を想定し，無対策，格子状改良工法単独，排水工法単独，並びに格子状改良工法・排水工法の併用工法，格子状改良工法・排水ドレーンの設置間隔を広くし経済性を考慮した併用工法による液状化対策効果の把握を目的として 50g の遠心力場で動的遠心載荷実験を実施した．動的遠心載荷実験には，建物沈下量，地震による応答特性を適切に評価できるものとして，積層型せん断土槽（内寸法：幅 650mm×奥行き 400mm×

最大深さ 500mm）を使用した．

模型地盤の作成方法は，空中落下法を用いて作成された．地下水位は実スケールで地表面から 1.0ｍとし，間隙流体には水の 50 倍の粘性を持つメトローズを使用している．対象とする既設構造物は長手 12m×奥行き 12m×全高さ 5.5m（根入れ 0.25m）の二階建物（床面積：144m^2）で接地荷重 15kPa を想定した．建物重心は基礎底面部より高さ中央に位置しており（実換算した重心高さ：3m），基礎は，耐震性の向上を図るためにべた基礎が多く使用されるので，べた基礎とした．既設構造物のモデルは，厚さ 2mm のアクリル板より作成された．

次に，改良深さ 10m，格子壁厚さ 0.8ｍを想定し，モデル格子壁と実ソイルセメント壁と合致させるために，モデル格子壁にはアクリル板 15mm （ヤング率 E=3350MPa），肉厚 1mm の鋼製壁（ヤング率 E=2.06×10^{5}MPa）を格子壁外周に貼り付けた合成壁構造としている．格子状改良工法は，液状化層である緩い飽和砂質度地盤を対象とし，格子壁の圧縮強度は実際施工で用いられることの多い機械攪拌式混合処理工法の一般的な現場平均強度 q_{ut}=2MPa を想定している．

次に，排水ドレーンは人工材ドレーンであるポリベインを想定した模型排水ドレーンを用いた．ポリベイン材料は，ポリプロピレンを原料とし，以下のような安定した性能を示されている [5]．

・土圧に対する耐圧性に優れ，柔軟性も有す．
・地質に適した目詰まりしにくいフィルターを使用するため，長期間に渡り排水効果が持続可能である．
・地震の揺れに柔軟に対応でき，分断による排水不全を起こさない．

排水ドレーンの実換算の寸法は，外径 30cm，内径 17cm，高さ 10m であり，事前の室内透水試験より，鉛直透水係数 k_w は 3.0cm/sec とわかった．ドレーン材の配置間隔 d=1.4m，2.8m と 2 通りを用いた．遠心載荷実験では排水ドレーンを，外径 6mm，内径 4.3mm，高さ 200mm の寸法で材質は鋼線等を巻いた押しバネ材に不織布で被覆し，実物のフィルターを再現するため先端を閉塞した．被覆材に用いた不織布は厚さ 0.2mm，排水ドレーン配置間隔 d=28mm，56mm とした．

排水工法を用いた場合には，液状化時の人工ドレーン材による排水促進を目的として地表面付近にグラベルマット（3 号硅砂）を敷設する．

動的遠心載荷実験の入力地震波は，最大水平加速度 311gal とする臨海波を入力する．この臨海波は，南関東直下地震を想定して作成された模擬地震波（RINKAI92h）である．**図-1** に模擬地震波の入力波形，およびフーリエスペクトルを示す．

実験ケースは，無対策，格子状改良工法単独，排水工法単独，格子状改良工法・排水工法の併用工法，格子状改良工法・経済性を考慮し排水間隔を広くした排水工法の併用工法（経済性）の 5 ケースとした．動的遠心載荷実験ケースの一覧を**表-1** に示す．

また，**図-2** に一例として Case4（格子状改良工法・排水工法の併用工法）における平面図および断面図を示す．尚，遠心載荷実験において建物の変位量はレーザー変位計，地表面の変位量は機械的直線変位計，各箇所に加速度計，間隙水圧計を設置した．

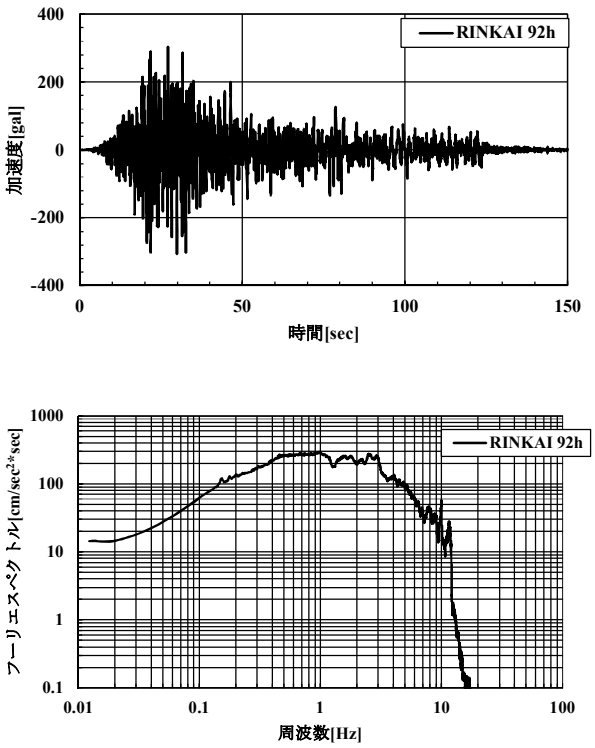


図-1 入力加速度（臨海波：最大入力加速度 311gal）

表-1 動的遠心載荷実験の実験ケース

Case		対策仕様
Case1	無対策	-
Case2	格子状改良工法単独	格子内寸：15.5m×15.5m，L/H=1.55（L：格子幅，H：格子壁深さ）
Case3	排水工法単独	排水ドレーン：建物直下及び周辺，配置間隔 1.4m ピッチ
Case4	格子状改良工法・排水工法併用	格子内寸：15.5m×15.5m，L/H=1.55 排水ドレーン：建物直下及び周辺，配置間隔 1.4m ピッチ
Case5	格子状改良工法・排水工法併用	格子内寸：15.5m×15.5m，L/H=1.55 排水ドレーン：建物直下及び周辺，配置間隔 2.8m ピッチ

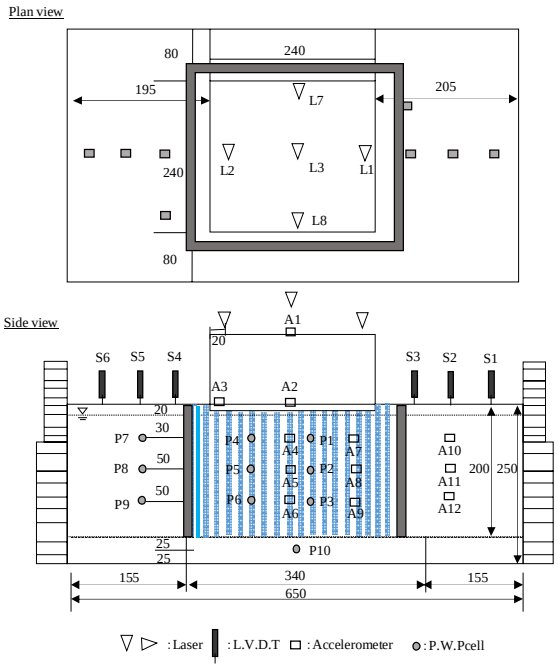


図-2　遠心載荷実験概要図（Case4：併用工法）

3.　排水ドレーンのモデル化手法の提案

排水ドレーンを導入したケースの 3 次元動的有効応力解析を行う際，排水ドレーンを詳細にモデル化したほうがより高い解析精度が期待できるが，要素数制約と解析時間短縮化を図るために，等価鉛直透水係数法という排水ドレーンのモデル化手法を提案する．等価鉛直透水係数法には，排水ドレーンの効果を，地盤に等価な鉛直透水係数 k_{ve} を用いて考慮する．等価鉛直透水係数 k_{ve} は Terzaghi の 1 次元圧密理論より次のように近似して求める．排水ドレーンの水平方向の排水のみを考慮する場合には，平均圧密度は次のように求められる．

$$U_h = 1 - \exp\left(-\frac{8T_h}{\mu}\right) \tag{1}$$

ここに，

$$\mu = \frac{n^2}{n^2-1}\ln\left(\frac{n}{s}\right) - \frac{3n^2-1}{4n^2} + \frac{k_h}{k_s}\ln(s) + \frac{2\pi l^2 k_h}{3q_w} \tag{2}$$

時間係数 $T_h = c_h t / d_e^2$，$n=d_e/d_w$，$s=d_s/d_w$ である．また，d_e は等価円直径であり，正方形配置の場合に $d_e=1.13d$，d は排水ドレーンの間隔，d_w は排水ドレーンの直径である．k_h と k_s はそれぞれ天然地盤とスミア（smear）ゾーンの水平透水係数，l は排水ドレーンの長さ，q_w は排水ドレーンの縦方向通水能力である．

等価鉛直透水係数を表せる簡単な式を得るために，Terzaghi の 1 次元圧密の理論解を次のように近似した．

$$U_v = 1 - \exp\left(-C_d T_v\right) \tag{3}$$

式(1)および式(3)より，等価鉛直透水係数は次のように求められる．

$$k_{ve} = \left(1 + \frac{8l^2}{C_d \mu d_e^2}\frac{k_h}{k_v}\right)k_v \tag{4}$$

Chai et al. [6]によれば，静的圧密連成解析において圧密度が 50%であるときの最適な調整係数 C_d=3.2 である．動的遠心載荷実験に用いられた排水ドレーンについては，d_w=0.3m，正方形配置間隔 d=1.4m の場合，d_e=1.13d=1.58m，$n=d_e/d_w$=5.27，排水ドレーンの縦方向通水能力 $q_w=k_w \cdot A_w$=2.12×10^{-3}m^3/s である．地盤の水平透水係数 k_h=1.85×10^{-4} m/s である．スミア効果はなし（s=1）とすると，μ=15.79 である．動的遠心載荷試験に用いられた排水ドレーンにおいては，C_d=3.2 とすれば，等価鉛直透水係数は 6.14k_v となるが，動的問題には，過剰間隙水圧が振動とともに上昇すること，排水（圧密）時間を一義的に決めるのが難しいことから，砂地盤の透水特性を等方であるとし，試計算の結果に基づき C_d=0.42 が得られた．Case3 排水工法単独および Case4 併用工法においてはドレーン間隔 d=1.4m より等価透水係数 k_{ve}=40k_v，Case5 併用工法（経済性）においては d=2.8m より k_{ve}=10k_v が求められた [7]．以下の解析ではこれらの値を，排水工法を用いた範囲内の地盤における等価鉛直透水係数とする．

4.　3 次元動的有効応力解析を用いた遠心載荷実験の再現解析

本解析で用いた解析プログラムは，UWLC [8]である．UWLC は，①要素試験のシミュレーション，②加振前の初期応力解析，③液状化解析，の 3 つのパーツプログラムからなる．

(1)　解析の概要

表-1 に示される既往に行われた動的遠心載荷実験 5 ケースについて 3 次元モデルを作成し，解析を実施した．解析対象領域は，要素数制約と解析時間短縮化を図るために対称性を利用して動的遠心載荷実験の模型の半分のみを対象領域としている．更に，排水工法を導入される Case3，Case4，Case5 において，排水ドレーンの効果を前述した等価鉛直透水係数法を用いて考慮する．

再現解析で用いた各 Case の有限要素分割は同じであるが，格子壁または排水ドレーンの有無は要素の材料番号の変更より設定した．Case4 の再現解析に用いたメッシュ図を**図-3** に示す．各有限要素分割図において，格子壁を導入した Case2 格子状改良工法単独，Case4 併用

工法，Case5 併用工法（経済性）では，格子壁付近では材料が異なるため，大きなひずみが発生することが予想される．そのため，格子壁内側の地盤に薄層を設けることで，ひずみを精度良く捉えることを可能にしている．なお，本解析は二次要素（20 節点アイソパラメトッリク要素）を用いている．地盤は下から，非液状化層，液状化層，不飽和層であり，上部の突起は，重心のずれによる重量の違いを 2 層で表現した建物である．**図-3** に灰色の要素は格子壁，液状化層中央部の青い部分は等価鉛直透水係数を用いた排水ドレーンが配置された液状化層をそれぞれ表現している．

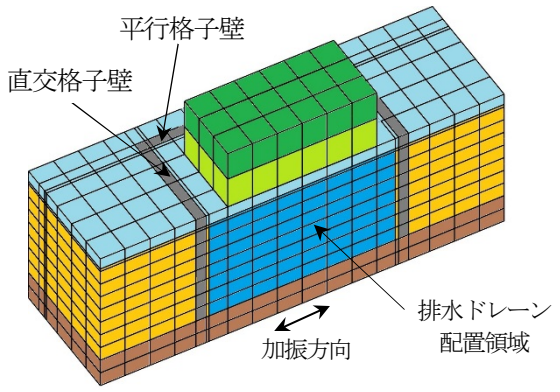


図-3　有限要素分割図（Case4：併用工法）

初期応力解析では，格子壁は原地盤の後に施工されることを考慮し，格子壁の要素は地盤の物性値を与えて初期応力解析を実施した．初期応力解析における境界条件は，解析モデル底面部を固定境界，各側面の境界条件は側面法線方向のみ固定境界とした．

動的解析における境界条件は，解析モデル底面部を固定境界とした．解析モデル側面部の境界条件において，遠心載荷実験はせん断土槽箱を用いて土圧を考慮しているため，三次元解析には下から 3 要素のみ水平方向を固定境界とし，加振方向の側方境界には，成層地盤であるため MPC 等変位境界条件を設定し，加振直交方向には側面法線方向のみ固定境界とした．

解析に用いる入力加速度波形は，遠心模型実験で用いられた臨海波を使用し，有限要素分割図の下端から水平加速度成分として入力する．

動的遠心載荷実験の地盤条件より，層厚 2.5m の非液状化支持層（D_r=90%豊浦砂），及び層厚 9.0m の液状化層（D_r=60%豊浦砂）は共に PZ-sand モデル，地下水位以上に位置する層厚 1.0m の不飽和層は HD モデルを用いている．格子壁および建物はソリッド要素を用いて線形弾性モデルとしている．PZ-sand モデルを用いた非液状化層（D_r=90%豊浦砂），及び液状化層（D_r=60%豊浦砂）の地盤の構成則のパラメータは，繰返し非排水三軸試験結果に基づいて，UWLC 同梱の要素試験シミュレーションを用いて同定した．**図-4** に液状化層，非液状化層両層の液状化強度曲線（点は実験結果，実線は同定結果）をそれぞれ示す．また，HD モデルを用いた層厚 1.0m の不飽和層の物性値および材料定数は，既往の研究[9]に報告される豊浦砂の値を基に決定した．

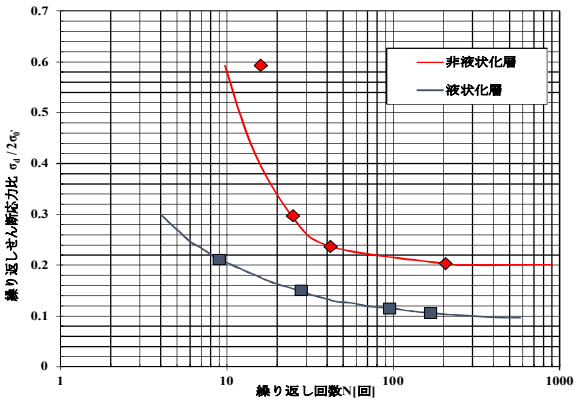


図-4　液状化層および非液状化層の液状化強度曲線（点は実験結果，実線は同定結果）

(2)　再現解析結果と考察

加振終了後建物中心位置における各 Case の実験結果と解析結果の沈下量を**図-5** に示す．**図-5** より，各解析結果と実験結果は概ね一致していることがわかる．更に，沈下抑制効果が最大となるのは，Case2 格子状改良工法単独であり，Case1 無対策と比較すると建物中心位置において，沈下量は 256.1mm 抑制効果があることがわかる．各解析結果のいずれの建物箇所においても沈下量は，Case1 無対策＞Case3 排水工法単独＞Case4 併用工法＞Case5 併用工法（経済性）＞Case2 格子状改良工法単独となった．Case2 格子状改良工法単独は沈下抑制効果が大きく Case1 無対策の沈下量の 3 割程度，Case3 排水工法単独は Case1 無対策の沈下量の 4 割程度，Case4 併用工法は Case1 無対策の沈下量の 5 割程度，Case5 併用工法（経済性）は Case1 無対策の沈下量の 5 割程度となった．

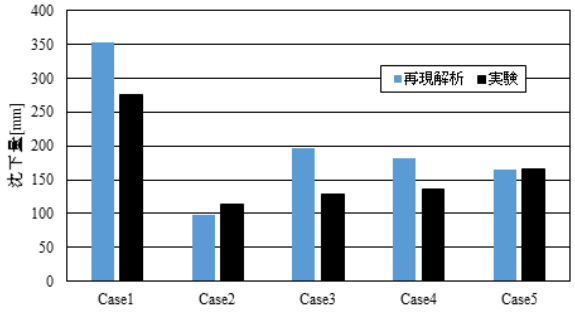


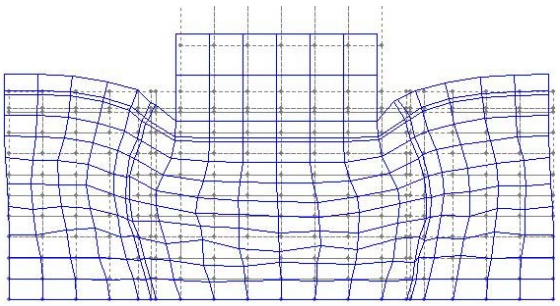
図-5　加振終了後建物中心位置における各 Case の実験結果と解析結果の沈下量の比較

図-6 に，各 Case 加振方向における中央断面の残留変形をそれぞれ示し，Case2，Case4，Case5 において赤い部分は格子壁を表している．Case1 無対策は，加振に伴い液状化層が液状化したため，建物の重量によって沈下すると，建物直下の液状化層が側方変形することにより，周辺地盤は盛り上がる変形が生じる．Case2 格子状改良工法単独は， Case1 と比較して，加振終了後でも建物の沈下及び建物直下液状化層の変形はわずかである．これは，剛性の高い格子壁より，地盤の側方変形が抑制されていることがわかる．Case3 排水工法単独は，建物直下以外の液状化層は，建物直下の液状化層に向かって変形している様子である．これは，建物の接地荷重が 15kPa と小さく，更に排水工法が導入された範囲の鉛直境界において，直下とそれ以外の液状化層で過剰間隙水圧に差が生じたため地盤中央部が過剰間隙水圧による圧縮力を受けたことに起因すると考えられる．

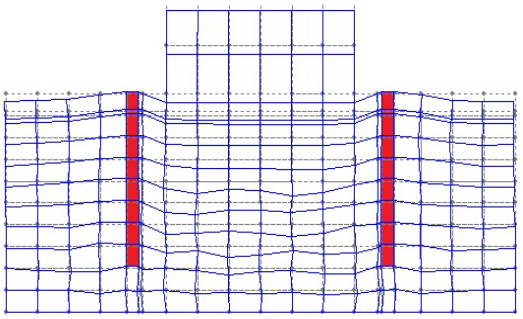
Case4 併用工法， Case5 併用工法（経済性）はそれぞれ大きく違わない変形の様子をしている．格子壁を導入したことにより，液状化による地盤の側方変形の抑制効果が発揮されている．更に，排水工法を併用することで液状化層の剛性は保持された状態であり，格子壁が外側からの浸透流を防ぐ役割も果たしていることがわかる．Case3 排水工法単独，Case4 併用工法，Case5 併用工法（経済性）が建物の沈下が Case2 より多少多くなったのは，排水工法の導入より地盤中の間隙水圧が排水されたことによるものと考えられる．

図-7 に，各 Case 加振方向における中央断面の最大過剰間隙水圧比分布をそれぞれ示す． Case1 無対策，Case2 格子状改良工法単独は，最大過剰間隙水圧比が 1.0 となる範囲が多く存在することが確認でき，建物直下液状化層は液状化していると考えられる．Case3 排水工法単独，Case4 併用工法，Case5 併用工法（経済性）は上記に示した過剰間隙水圧と同様のことが言える．Case3 排水工法単独，Case4 併用工法は建物直下液状化層の最大過剰間隙水圧比は 0.5 程度，Case5 併用工法（経済性）は 0.7 程度まで上昇しているが，共に完全な液状化までは至らない状態だと考える．

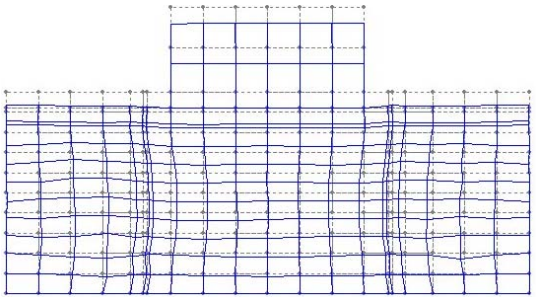
図-8 に建物中心直下深度 5m における各 Case の過剰間隙水圧の時刻歴を示す．Case1 無対策，Case2 格子状改良工法単独は加振に伴い過剰間隙水圧は上昇し地盤中に蓄積する様子がわかる．Case3 排水工法単独，Case4 併用工法は，液状化層に排水ドレーンが導入されている（＝等価透水係数を用いている）ため，加振中においても過剰間隙水圧の蓄積の抑制，および早期の消散が確認できる．Case5 併用工法（経済性）は，Case3 排水工法単独，Case4 併用工法と比較すると，過剰間隙水圧の上昇は認められるものの，Case1 無対策，Case2 格子状改良工法単



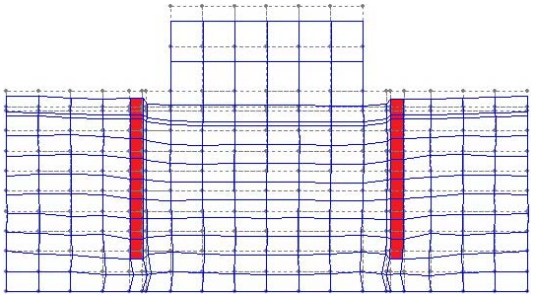
Case1 無対策



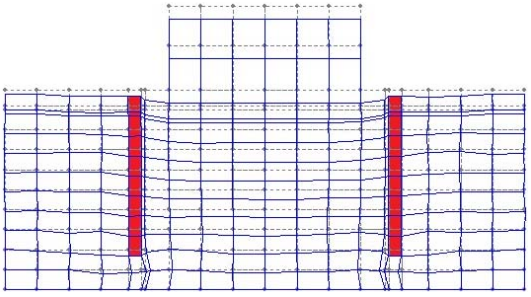
Case2 格子状改良工法単独



Case3 排水工法単独（排水ドレーン間隔 1.4m）

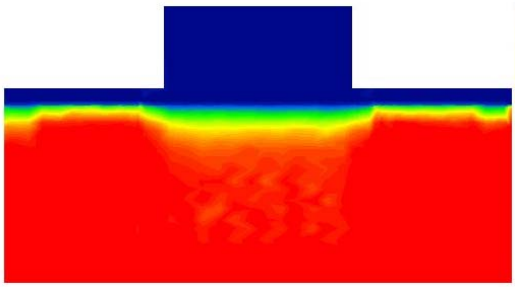


Case4 併用工法（排水ドレーン間隔 1.4m）

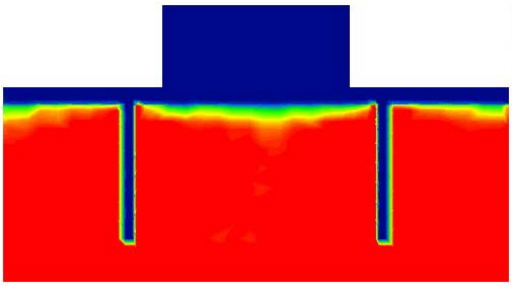


Case5 併用工法（排水ドレーン間隔 2.8m）

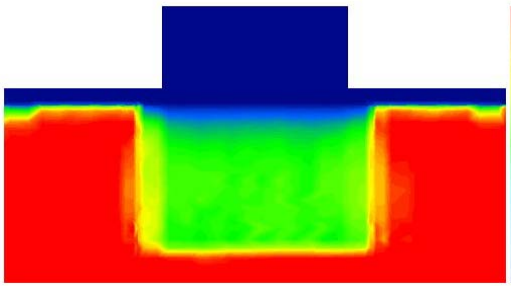
図-6 各 Case 加振方向中央断面の残留変形図（5 倍描画）



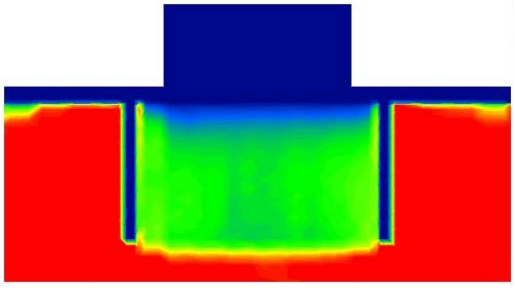
Case1 無対策



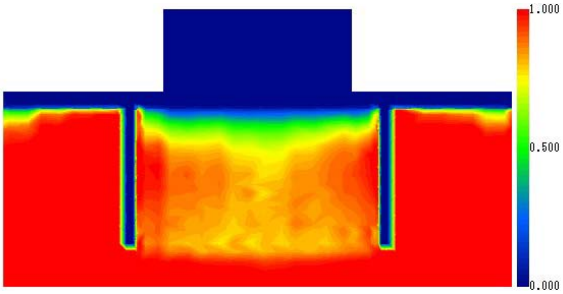
Case2 格子状改良工法単独



Case3 排水工法単独（排水ドレーン間隔 1.4m）



Case4 併用工法（排水ドレーン間隔 1.4m）



Case5 併用工法（排水ドレーン間隔 2.8m）

図-7　各 Case 加振方向における中央断面の最大過剰間隙水圧比分布

独よりも低い値となる．さらに，入力加速度が小さくなる約 120 秒から急激に過剰間隙水圧の減少が確認できる．これは，排水ドレーンを導入したことにより，地盤中の過剰間隙水圧が速やかに消散していることを示している．上記のように，加振中にも関わらず過剰間隙水圧の蓄積が抑制され，早期に消散が始まることで，Case3 排水工法単独，Case4 併用工法，Case5 併用工法（経済性）は，Case1 無対策，Case2 格子状改良工法単独よりも，建物沈下量が大きくなったと考える．しかし，排水ドレーンによって過剰間隙水圧が低減され地盤の剛性は維持された状態のため，時間経過による圧密沈下はわずかであると考えられる．

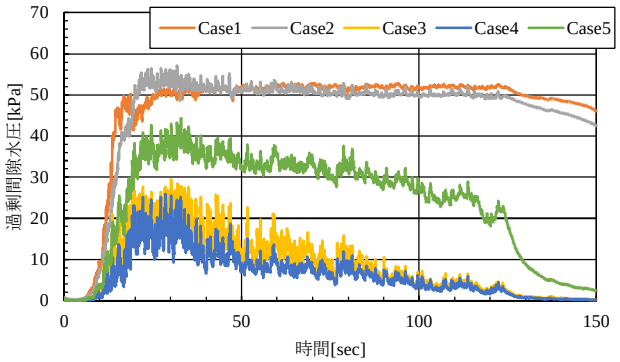


図-8　各 Case 建物中心直下深度 5m における過剰間隙水圧の時刻歴

5.　ケーススタディ

動的遠心載荷実験は，模型作成に必要な時間や費用の制限より多くの実験を実施することは困難である．そのため，動的遠心載荷実験を実施していないケースについて，数値解析を用いて，格子間隔を広げた格子状改良工法・排水工法の併用工法における液状化対策効果の効果判定を行う．

(1)　格子間隔に関するケーススタディ

表-1 に示される Case4 格子状改良工法・排水工法の併用工法を基本ケースとして，格子間隔について**表-2** に示す 5 ケースのケーススタディを実施した．なお，格子間隔以外の物性値，境界条件，入力加速度波形は，動的遠心載荷実験の再現解析に用いたものと同様とすることで，格子間隔が与える影響について検討を行う．また，ケーススタディでは，側面境界との距離を通常静的解析で用いられる液状化層厚の 3 倍以上を採用し，側面境界と格子壁の距離を 30m とした．この側面境界と格子壁との距離 30m が結果に与える影響は，建物沈下量が

25%程度小さい値となったが，動的遠心載荷実験結果により近い結果となった．なお，再現解析は，動的遠心載荷実験の再現を行うことが目的であったため，側面境界との距離は模型実験と同条件にしている．これ以降，加振方向と平行方向に存在する格子壁を平行格子壁，加振方向と直交する方向に存在する格子壁を直交格子壁と呼ぶ．

表-2　格子間隔のケーススタディの解析ケース一覧

	平行格子壁間隔(m) （格子壁間隔比）	直交格子壁間隔(m) （格子壁間隔比）
Case4-1	15.5 (1.0)	15.5 (1.0)
Case4-2	23.25 (1.5)	15.5 (1.0)
Case4-3	15.5 (1.0)	23.25 (1.5)
Case4-4	23.25 (1.5)	23.25 (1.5)
Case4-5	31.0 (2.0)	31.0 (2.0)

図-9 に格子間隔におけるケーススタディで用いたCase4-1 の有限要素分割図をに示す．他のケースの有限要素分割数は図-9 に示されるものと同じであり，要素の水平面内のサイズを調整し，格子間隔を調整した．

図-10 に加振終了後の建物沈下量と共に，比較として動的遠心載荷実験 Case4 格子状改良工法・排水工法の併用工法における建物沈下量の結果も併せて示す．図-11 に建物上面の中央における沈下量の時刻歴を示す．図-12 に，各 Case の加振方向中央断面残留変形図（5 倍描画）をそれぞれ示し，図中の赤い部分は格子壁を表している．Case4-1 と遠心載荷実験は，平行格子壁と直交格子壁の間隔は同じ大きさとなっており，加振終了後の沈下量を比較すると概ね同様の結果が得られた．Case4-1～Case4-5 の沈下量を比較すると，全体の格子壁で囲われた面積が大きくなるに従い，沈下量が大きくなる傾向が確認できた．これは，格子間隔を広げたことによって，建物に対する格子壁の効果が小さくなることが考えられる．しかし，図-12 より各格子間隔を拡大した場合でも，格子壁によって側方変形の抑制効果は発揮される．格子壁下端の非液状化層が内側に回りこむような変形をしているのは，格子壁が液状化層の浸透流を防ぐ役割を果たしていることが原因だと考えられる．また，平行格子間隔よりも直交格子間隔を広げたほうが，建物沈下量はわずかだが小さくなる．これは，直交格子壁を拡大したほうが加振方向へのすべりに対する抵抗が増加することに起因すると考えられる．

次に，図-13 に格子壁内建物直下深度 2.5m (P1)，5m (P2)，7.5m (P3)，11.5m (P10)，図-14 に格子壁内建物隅部直下深度 2.5m (P4)，5m (P5)，7.5m (P6)，図-15 に格子壁外側深度 2.5m (P7)，5m (P8)，7.5m (P9)における過剰間隙水圧の時刻歴を比較する．P1～P10 各点の位置は図-2 に参照されたい．図-13～図-15 より各過剰間隙水圧時刻歴から，排水工法を導入した地盤では，過剰間隙水圧の蓄積と水圧上昇速度の抑制，及び加振中にも関わらず過剰間隙水圧の早期の消散が確認できた．これは，格子間隔を拡大させても外部からの過剰間隙水圧の流入を遮る遮水壁の役割を果たしたことに起因する．

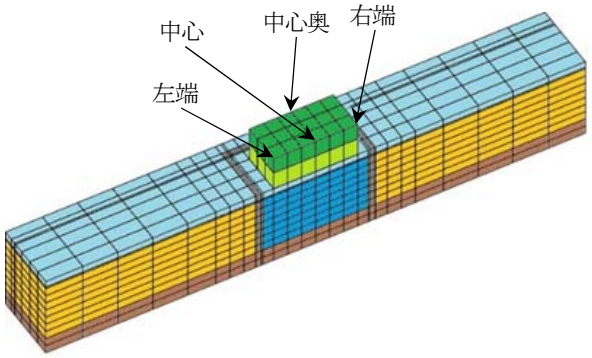


図-9　Case4-1 の有限要素分割図

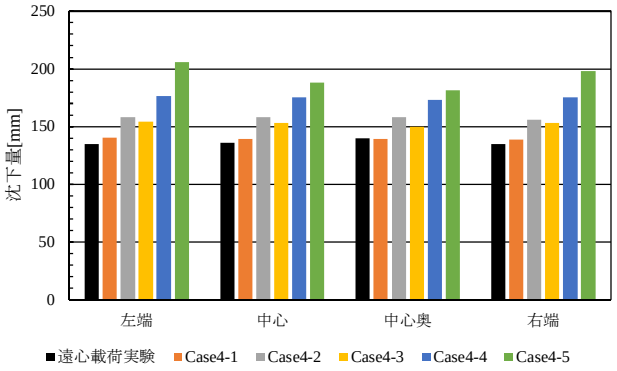


図-10　格子間隔の加振終了時の建物沈下量に及ぼす影響

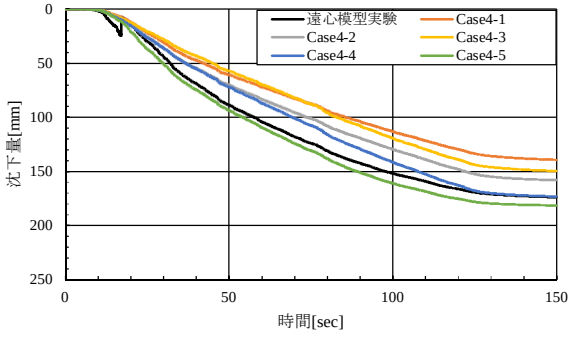
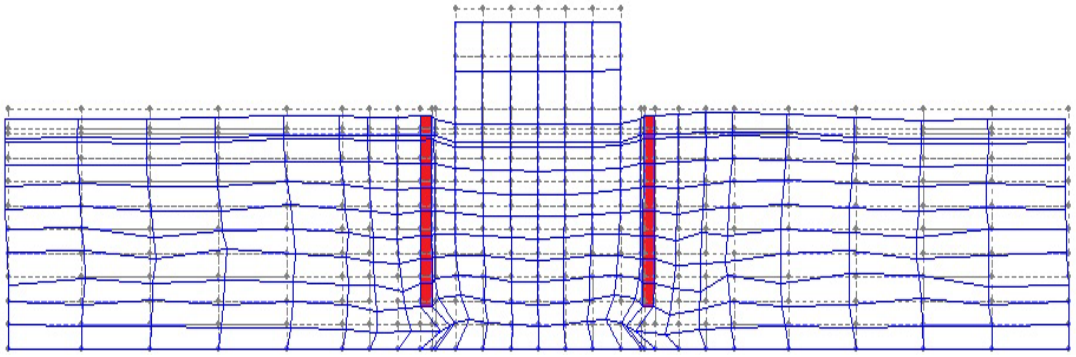
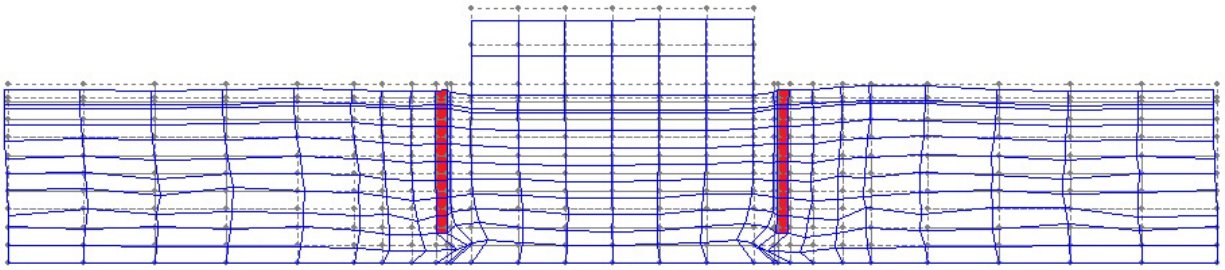


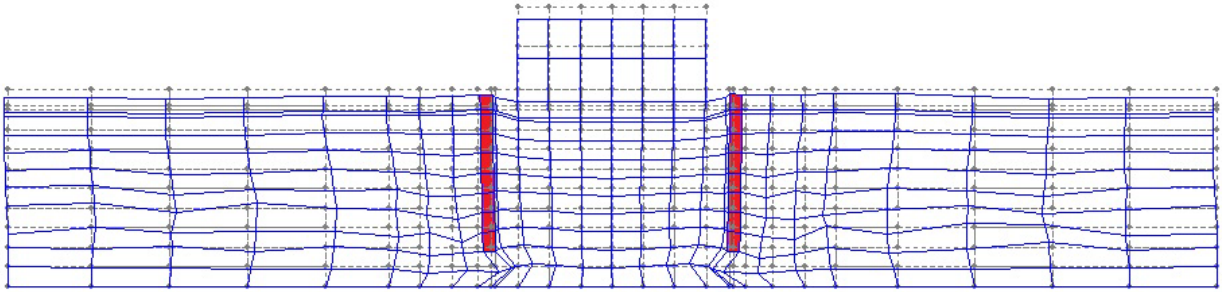
図-11　建物上面の中央における沈下量の時刻歴



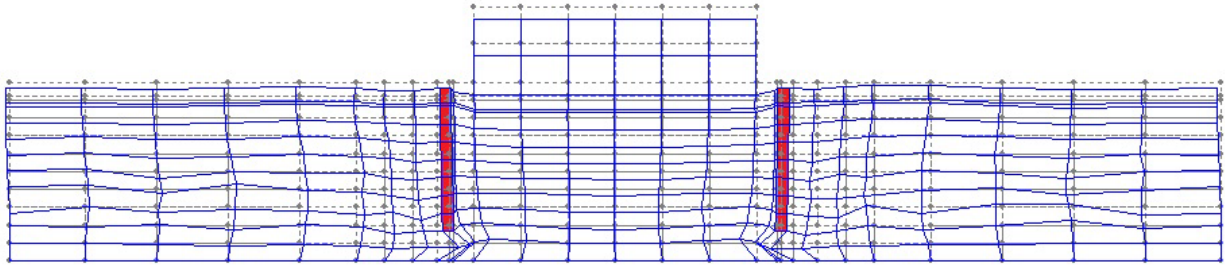
Case4-1



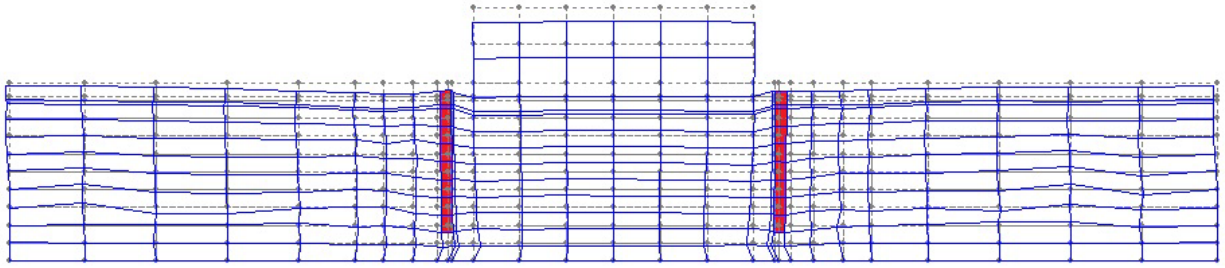
Case4-2



Case4-3

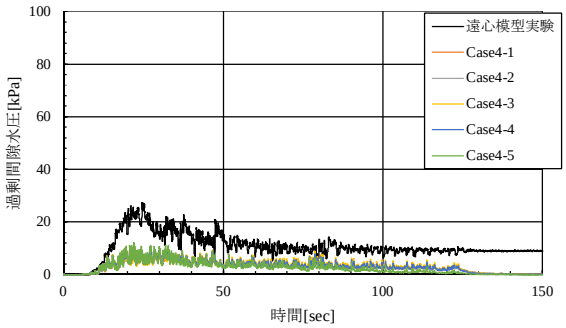


Case4-4

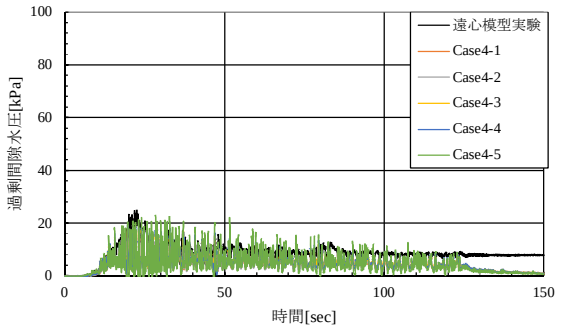


Case4-5

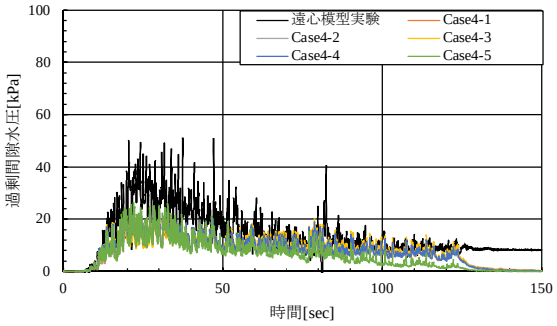
図-12　格子間隔におけるケーススタディの各 Case 加振方向中央断面の残留変形図



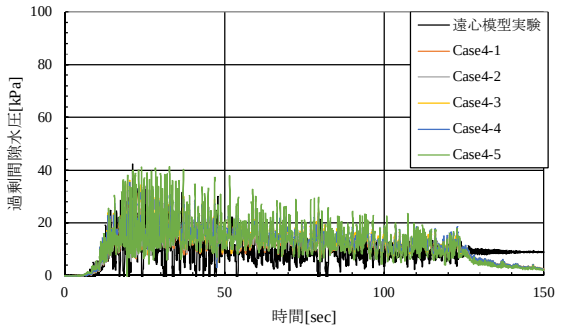
P1（深度 2.5m）



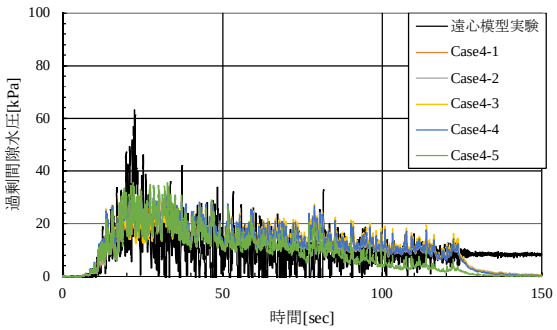
P4（深度 2.5m）



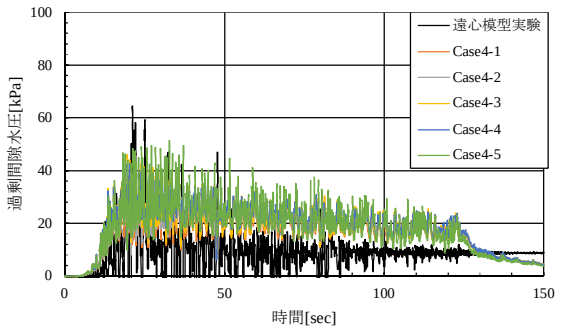
P2（深度 5m）



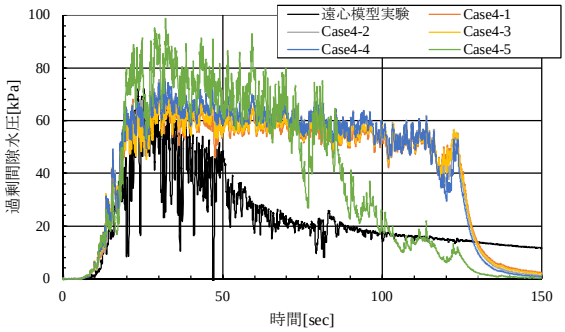
P5（深度 5m）



P3（深度 7.5m）



P6（深度 7.5m）

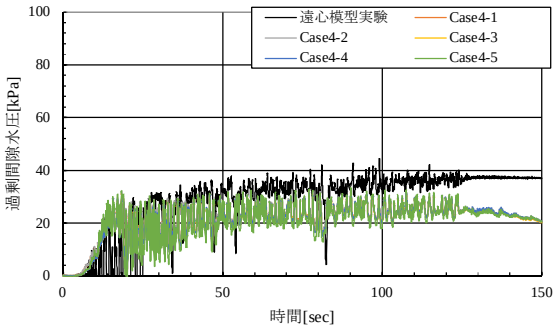


P10（深度 11.5m）

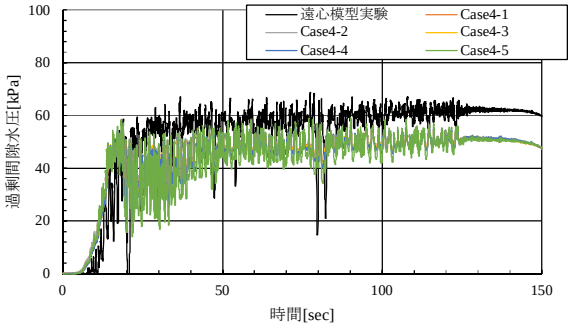
図-13 格子壁内建物中心直下各深度における過剰間隙水圧時刻歴

図-14 格子壁内建物隅部直下各深度における過剰間隙水圧時刻歴

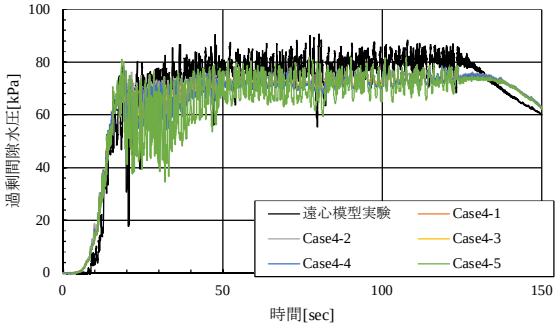
図-16 に各 Case の加振方向中央断面最大過剰間隙水圧比分布を示す．**図-16** より，格子状改良工法・排水工法の併用工法を導入した地盤では各 Case においても最大過剰間隙水圧比は 0.5 程度となっており，液状化に至らない状態だと判断できる．また，解析結果より，格子間隔を拡大させるに伴い，格子壁下端において他の非液状化層に比べて過剰間隙水圧が高くなる傾向が得られた．これは間隔を広げた格子壁が加振に伴い振動することによって，せん断応力が増加し過剰間隙水圧が高くなったと考えられる．



P7（深度 2.5m）



P8（深度 5m）



P9（深度 7.5m）

図-15　格子壁外側各深度における過剰間隙水圧時刻歴

また，加振に伴い格子壁が振動していることを確認するため，**図-17** に各 Case の格子壁下端部における左格子壁と右格子壁の沈下量差分時刻歴，**図-18** に各 Case の格子壁下端部における左格子壁と右格子壁の水平変位差分時刻歴をそれぞれ示す．**図-17** より，Case4-1，Case4-2 は加振終了後においても左格子壁と右格子壁の沈下量の差分は 1mm 以内とわずかであるが，Case4-3 は加振に伴い沈下量差分が正の値となり，右格子壁の沈下よりも左格子壁の沈下が大きいことが確認できる．Case4-4，Case4-5 は共に加振に伴い沈下量差分が負の値となり，右格子壁の沈下が大きくなることから，Case4-3 とは変形のモードが異なる．さらに，**図-18** より，Case4-1，Case4-2 は加振に伴い水平変位の差分が 35mm 程度となっているのに対して，Case4-3~Case4-5 は最大加速度入力時（21 秒後から）急激に増加し加振終了後では 150mm 程度と大きく内側に移動したことがわかる．これらの水平方向，鉛直方向の差分の差異は，平行格子壁間隔，直交格子壁間隔を拡大させたことにより，格子壁自体の拘束効果が減少し振動したことによるものだと考えられる．また，**図-18** より，平行格子壁間隔や直交格子壁間隔がある限界を超えると，地震時格子壁にたわみが生じやすくなり，格子壁の応力度について留意が必要である．

以上の結果より，本条件における格子壁の形状，建物の規模や要求性能，中仕切りとしての格子壁の設置などにもよるが，平行格子壁と直交格子壁の間隔は，平行格子壁間隔比：直交格子壁間隔比は 1.5：1.0 程度が液状化対策としての格子壁・排水工法の上限であると考えられる．

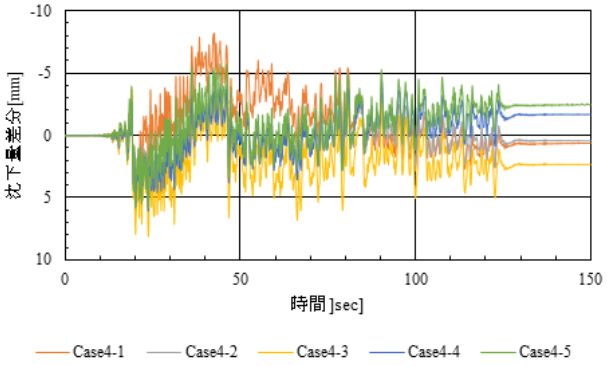


図-17　各 Case の格子壁下端部における左格子壁と右格子壁の沈下量差分時刻歴

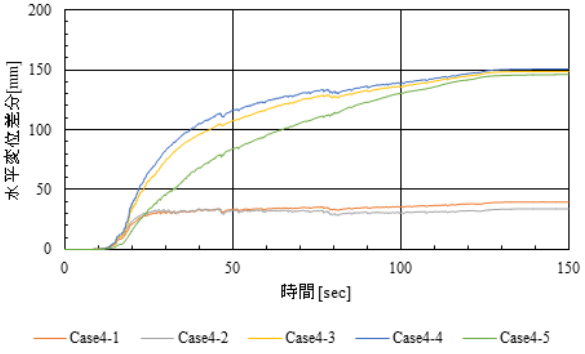
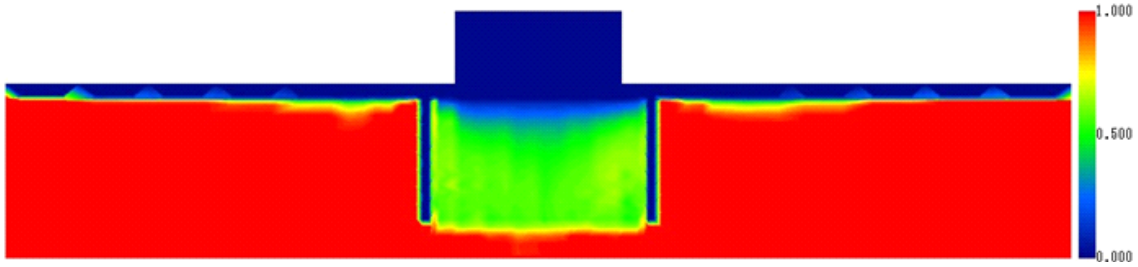
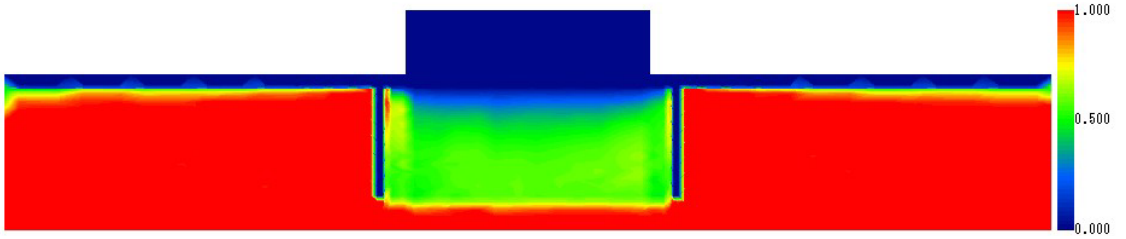


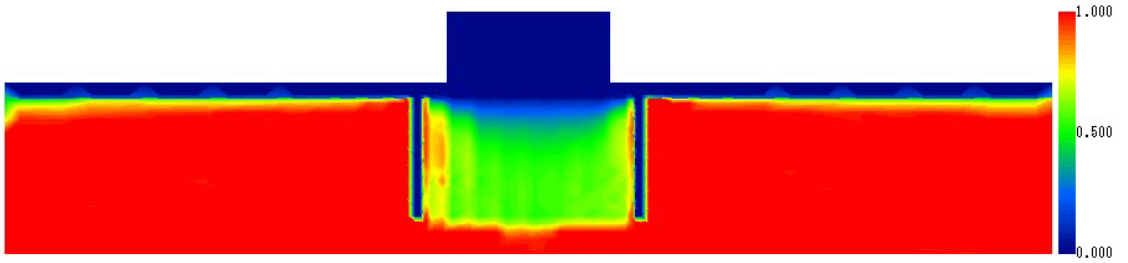
図-18　各 Case の格子壁下端部における左格子壁と右格子壁の水平変位差分時刻歴



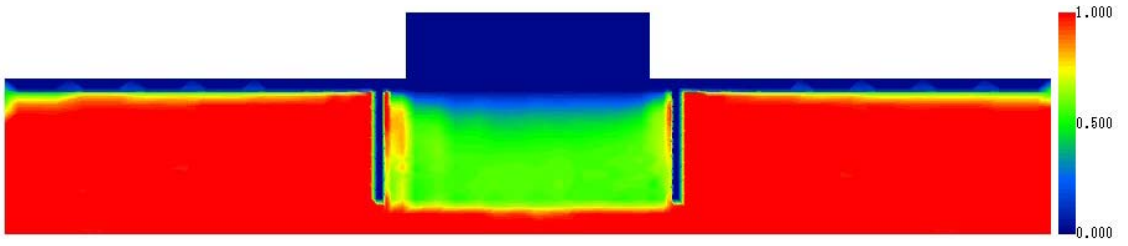
Case4-1



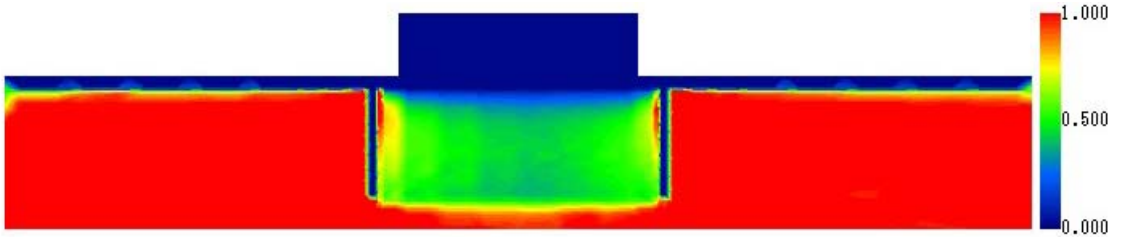
Case4-2



Case4-3



Case4-4



Case4-5

図-16　格子間隔におけるケーススタディの各 Case 加振方向中央断面の過剰間隙水圧比分布

6. まとめ

本研究では，格子状改良工法・排水工法の液状化対策メカニズム，液状化対策効果を検討するため，3 次元動的有効応力解析を用い，2 種類の数値解析を実施した．本研究より以下のような知見が得られた．

(1) 3 次元動的有効応力解析 UWLC3D を用いることで，遠心載荷実験結果の沈下量や過剰間隙水圧などを概ね再現可能である．

(2) 格子状改良工法は，格子壁の拘束効果により液状化地盤の側方変形を防ぐことで，建物の沈下量を抑制する効果が期待できる．

(3) 格子状改良工法と排水工法を併用することで，格子壁により外部からの浸透流を防ぎ，より一層過剰間隙水圧の消散が促進される．その結果，格子状改良工法と排水工法を併用することは，液状化対策としてより有効な手段といえる．

(4) 平行格子壁間隔，直交格子壁間隔を拡大させた場合，共に建物沈下量は増加傾向にある．

(5) 平行格子壁間隔や直交格子壁間隔がある限界を超えると，地震時格子壁にたわみが生じやすくなり，格子壁の応力度について留意が必要である．

(6) 格子状改良工法と排水工法を併用することで，格子間隔を拡大させた場合でも，地盤の側方変形を防ぐ拘束効果がある．さらに本解析条件下では，格子壁の効果によって未改良地盤からの浸透が遮断されることで，排水工法も過剰間隙水圧の蓄積及び早期の消散が期待できる．

参考文献

1) 土木学会　建設技術研究委員会　建設技術体系化小委員会：液状化対策工法の分類と工法概要，2012.
2) 浦安市液状化対策技術検討調査委員会，第 5 章　液状化対策工法の体系的整理，2016.
3) 土質工学会：液状化対策の調査・設計から施工まで，土質工学会，1993.
4) 佐藤透，今村眞一郎，佐藤靖彦，岩谷隆文，平野孝行，土屋光弘，金澤伸一：格子状改良・排水工法による液状化対策効果について（その 1）－遠心模型実験による効果の確認－，土木学会第 69 回年次学術講演会，Ⅲ-015，2014.
5) 今村眞一郎，佐藤靖彦：液状化対策排水工法　ドレーン材同時埋設（NSDD）工法とポリベイン工法，建設機械，Vol. 50, No. 5, pp. 39-45, 2014.
6) Chai, J.-C., Shen, S.-L., Miura, N., and Bergado, D. T.: Simple method of moderling PVD-improved subsoil, *J. Geotech. Geoenvir., Eng.*, Vol. 127, No. 11, pp. 965-972, 2001.
7) 蔡飛，芦澤拓八，齋藤禎二郎，佐藤透，佐藤靖彦：格子状改良・排水工法による液状化対策効果についての解析的検討（その 2）－3 次元有効応力解析による遠心模型実験の再現解析－，土木学会第 70 回年次学術講演会，Ⅲ-328，2015.
8) 株式会社フォーラムエイト：地盤の動的有効応力解析（UWLC），電子マニュアル，http://www.forum8.co.jp，2011.
9) Kokusho, T.: Cyclic triaxial test of dynamic soil properties for wide strain range, *Soils and Foundations*, Vol. 20, No. 2, pp. 46-60, 1980.

(2016. 9. 2 受付)

EFFECTS OF LATTERCED WALLS AND DRAINS AGAINST LIQUEFACTION OF GROUNDS USING 3D DYNAMIC EFFECTIVE STRESS ANALYSIS

Fei CAI, Takuya ASHIZAWA, Yasuhiko SATO, Mituhiro TUCHIYA, Takayuki KOMIYA, Takayuki HIRANO and Teijiro SAITO

The 2011 East Japan earthquake induced widespread liquefaction not only in Tokyo bay area but also in inland area of Kanto region, which damaged numerous residential houses and public buildings. A research project is conducted to develop the latterced walls and drains and their combination, which can be installed as measures to mitigate liquefaction of grounds of existed residential houses and buildings. This paper reports the results of three-dimensional dynamic effective stress analyses for reproducing the dynamic centrifugal tests, and parametric studies about the spacing of the latterced walls combined with drains.